„ RZECZOZNAWSTWO I PROJEKTOWANIE W BUDOWNICTWIE ”
Z B I G N I E W P A J Ą K
43-300 Bielsko-Biała ul. Skowronków 66A, tel. 33 8214033, kom. 601503706
NIP: 631-122-77-72 **Regon: 278262807**

OCENA STANU TECHNICZNEGO WIEŻY CIŚNIEŃ W BĘDZINIE

Załącznik Z3

Sprawdzające obliczenia statyczno-wytrzymałościowe

Autorzy:

Dr hab. inż. Jan ZAMOROWSKI, prof. ATH

Dr inż. Zbigniew PAJĄK

Dr inż. Grzegorz GREMZA

grudzień, 2017 r.

S P I S T R E Ś C I

1. **Podstawy merytoryczne obliczeń**…… str. 3
2. **Założenia obliczeniowe**…… str. 4
3. **Zestawienie obciążeń**……... str. 7
4. **Sprawdzenie trzonu**…….. str. 13
5. **Sprawdzenie zakotwienia**……..... str. 18
6. **Fundament**……. str. 20
7. **Konstrukcja dachu**…… str. 25

1. Podstawy merytoryczne obliczeń

Formalne i merytoryczne podstawy obliczeń stanowią:

[1] Zlecenie WRM-RI.7013.31.2017 z 24. 10. 2017 r. z Urzędu Miejskiego w Będzinie, ul. 11 Listopada 20, 42-500 Będzin.

[2] Grodziecka wieża ciśnień. www. klubzaglembiowski.pl.

[3] Dokumentacja archiwalna wieży ciśnień w Grodźcu z 1902 r. Archiwum Państwowe w Katowicach. Akta Gminy Grodziec 1831 – 1939. Grodzieckie Towarzystwo Kopalń i Zakładów Przemysłowych w Grodźcu Spółka Akcyjna 1891 – 1945 [1958]. Nr zbioru 855, sygnatura 65 (część obejmująca obliczenia statyczne w jez. rosyjskim).

[4] Bytomska Spółka Restrukturyzacji Kopalń Spółka z o.o. Zakład KWK „Grodziec Paryż" w Będzinie: Dokumentacja wodnej wieży ciśnień położonej w Będzinie Grodźcu przy ul. Willowej. Marzec 2003 r.

[5] Rysunek inwentaryzacyjny wieży ciśnień w Grodźcu. KWK Grodziec, 1968 r.

[6] Rysunek inwentaryzacyjny wieży ciśnień w Grodźcu, wykonany przez architekta Rafała Lipińskiego. Warsztat Architektury UNREAL 12. 2017 r.

[7] Wizje lokalne, kontrolne pomiary i badania na obiekcie wykonane przez autorów opracowania w październiku i listopadzie 2017 r.

Normy

[1] PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.

[2] PN-93/B-03201 Konstrukcje stalowe. Kominy. Obliczenia i projektowanie.

[3] PN-82/B-02001 Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.

[4] PN-80/B-02010 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenia śniegiem.

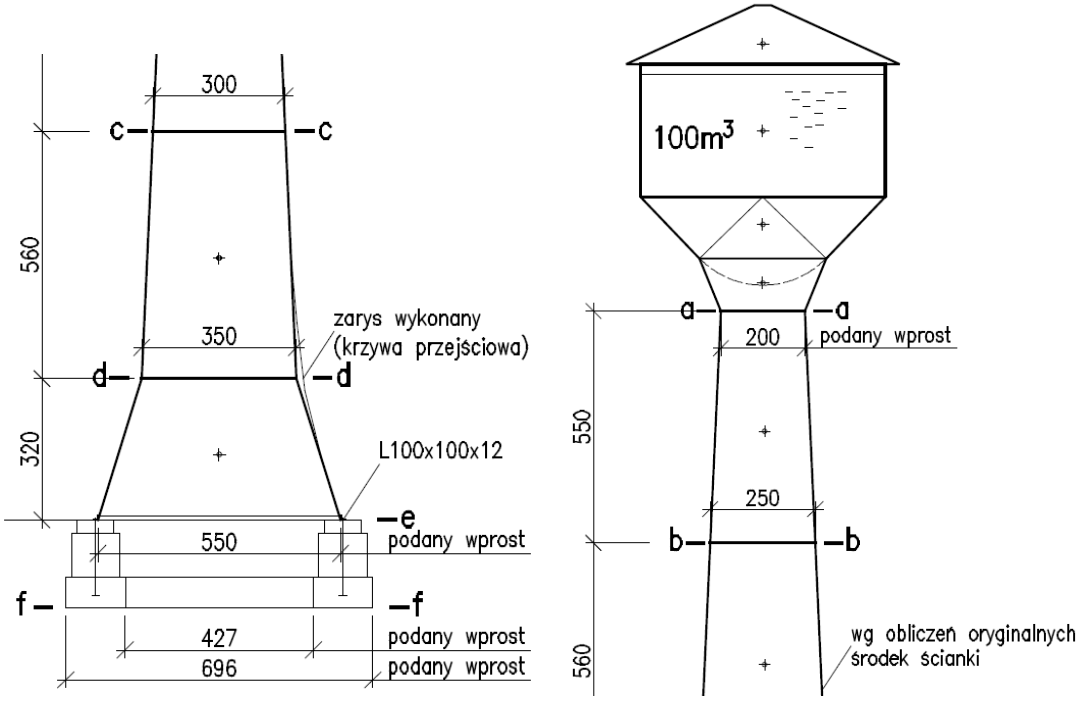
[5] PN-77/B-02011 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.

[6] PN-B-03215:1998 Konstrukcje stalowe. Połączenia z fundamentami. Projektowanie i wykonanie.

2. Założenia obliczeniowe

2.1. Obliczenia historyczne

Wieżę obliczono jako uogólniony wspornik, przyjmując parcie wiatru równe 125 kg/m^2 i uzyskując moment zginający w podstawie równy 1610 kNm (w przeliczeniu na obecnie stosowane jednostki miar). Masę własną konstrukcji przyjęto równą 21 ton, a masę wody – 100 ton. Wszystkie przekroje trzonu wymiarowano na moment zginający odpowiadający danemu przekrojowi i maksymalną (uogólnioną) siłę osiową, to jest 1210 kN. Naprężenia od uogólnionej siły osiowej obliczano przyjmując pole netto równe 75% pola brutto przy ściskaniu i pole przekroju bez redukcji przy zginaniu. W obliczeniach podano maksymalne wartości naprężenia w płaszczu równe 51,1 MPa, obliczone na wierzchołku trzonu (w miejscu przejścia w odwrócony stożek podpierający zbiornik – przekrój a-a na rys. 1. Naprężenia te odpowiadają stanowi błonowemu konstrukcji, bez uwzględniania lokalnych zaburzeń zgięciowych ścianek. W obliczeniach dominujące znaczenie miało naprężenie od ciężaru własnego i ciężaru 100 m^3 wody.

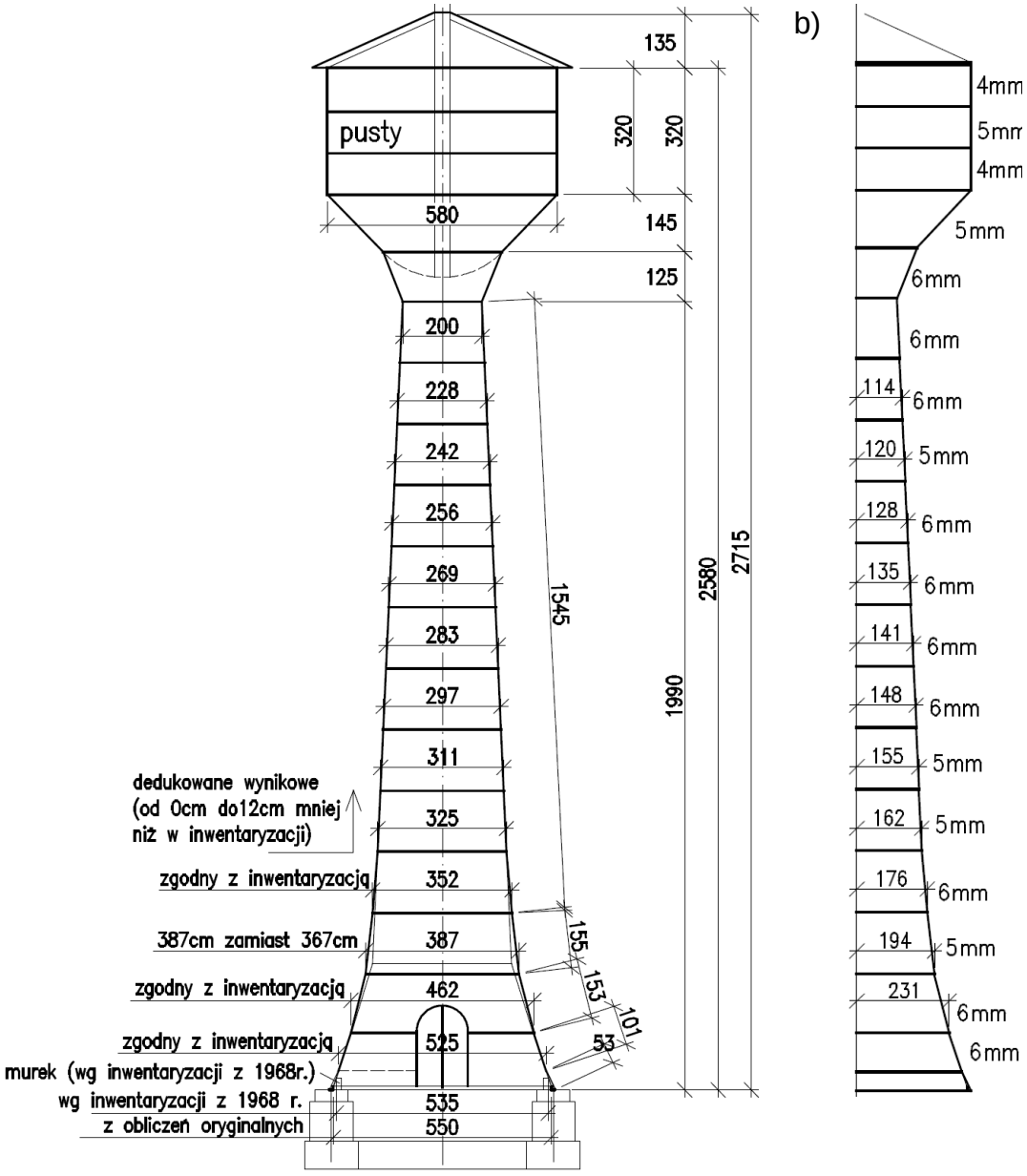


Rys. 1. Zarys „obliczeniowy” odtworzony na podstawie podanych w oryginalnych obliczeniach pól przekroju, sił wypadkowych lub średnic

2.2. Obliczenia do ekspertyzy

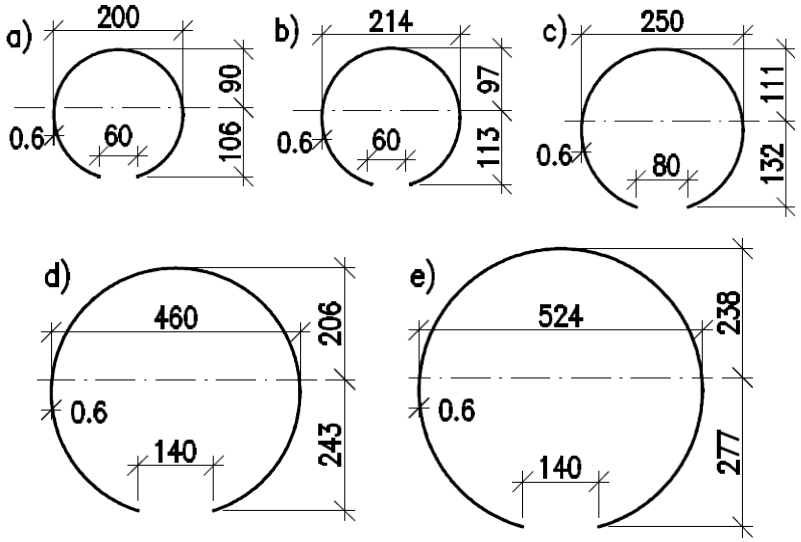
Wieżę obliczono jako uogólniony wspornik w sposób analogiczny do trzonów kominowych. Uwzględniono przy tym, jak dla powłok, wpływ zaburzenia brzegowego w obszarze poziomych zakładów blach. Sprawdzono także wpływ działanie wiatru po obwodzie na stateczność cienkiej ścianki płaszcza. Oszacowano również naprężenia stanu zgięciowego. W obliczeniach założono pierwotne grubości blach: 8 lub 6 mm, a po skorodowaniu: 4, 5 lub 6 mm. W obliczeniach uwzględniono ciężar rdzy w postaci połowy wartości ubytków korozyjnych.

a) b)



Rys. 2. Przyjęta geometria konstrukcji:
a) zarys, b) przyjęte grubości obliczeniowe arkuszy

Otwory drzwiowe i duży ubytek korozyjny w około 1/3 wysokości trzonu (o szerokości około 80 cm) uwzględniono w warunkach wytrzymałościowych przekroje netto i wzrost wartości momentu zginającego o powstały wpływ mimośrodu dla siły osiowej. Określając przekrój netto i wielkości mimośrodu pominięto korzystny wpływ usztywnień wokół drzwi.



Rys. 3. Przekroje osłabione: a), b) górne drzwi, c) duży ubytek w poziomie przekroju b-b z rys. 1 (~14,4 m n.p.t), d), e) dolne drzwi

Tablica 1. Charakterystyki przekrojów osłabionych z rys. 3.

Przekrój wg rys. 3	R cm	r cm	A cm^2	e cm	I cm^4	W_{min} cm^3	W_{max} cm^3
a)	100	99,4	340,0	10,37	1558604	13791	17389
b)	107	106,4	366,4	10,32	1930959	16127	19972
c)	125	124,4	422,3	13,90	3017521	21137	27160
d)	229,9	229,3	781,8	24,26	18989868	72907	92344
e)*	262,1	261,5	903,2	24,04	28731683	98586	120692
* W poziomie połączenia ze wzmocnieniem							

Wartości naprężeń w przekroju utwierdzenia obliczono z uwzględnieniem nakładki i kata załamania płaszcza trzonu.

Tablica 2. Charakterystyka przekroju podporowego bez wzmocnienia

Wariant*	R cm	r cm	A cm^2	e cm	I cm^4	W_{min} cm^3	W_{max} cm^3
6 mm	275	274,4	951,8	23,96	33427984	109989	133156
2 mm	275	274,8	317,5	23,97	11167005	36741	44485
* wariant 2 mm rozpatrywany będzie ze wzmocnieniem							

3. Zestawienie obciążeń

3.1. Ciężar własny

Ciężar dachu określono przyjmując poszycie z desek o grubości 25 mm, 12 belek IPE 100 oraz typowego pokrycia papowego z papą podkładową i wierzchniego krycia. Ciężar dachu zestawiono w tablicy 3. W obliczeniach charakterystyk dynamicznych w arkuszu kalkulacyjnym zastąpiono warstwy dachu blachą o grubości 2 mm. Ciężar własny powłoki przyjęto według założonych grubości ścianek i wielkości naddatku korozyjnego – tablica 4.

Tablica 3. Wstępne szacowanie ciężaru dachu

	charakterystyczne	obliczeniowe
Opis obciążenia	kN/m^2	kN/m^2
deski	0,165	0,198
papa	0,120	0,144
śnieg	0,720	1,080
IPE	0,121	0,134
RAZEM	**1,126**	**1,556**

Do oszacowania ciężaru rur i wykładziny z blachy aluminiowej przyjęto: rura zasilająca - ø200 mm, 2 rury odprowadzając wodę do sieci - ø125 mm, rura przelewowa ø100,2 mm, rura spalinowa - ø160x1,5 (2,0) mm, rura centralna ø400 mm. Łącznie wraz z iglicą, że ciężar tych elementów nie przekroczy 2,2 tony (22 kN). Obciążenie to usytuowano jako skupione u wierzchołka wieży – por. tabl. 4. Pozostałe obciążenia skupione to ciężary podestów (50 kg/podest).

Tablica 4. Masy (bez śniegu) przyjęte na poszczególnych poziomach

Carga (nr od dołu)	poziom *z*	*d*	*t*	t_{nad}	powierzchnia blach cargi*	masy skupione	ciężar z naddatkiem	ciężar z 1/2 naddatku	sam naddatek
	m	m	mm	mm	m^2	kg	kg	kg	kg
dach	27,15	0,40	2,00	0,00	35,37	2200	2478	2478	0
	25,75	6,40	2,00	0,00			278	278	0
16-18	25,75	5,70	4,50	1,50	56,41		1329	1162	332
	22,60	5,70	4,50	1,50			1329	1162	332
15	22,60	5,70	5,00	3,00	27,08		850	691	319
	21,15	3,00	5,00	3,00			850	691	319
14	21,15	2,00	6,00	2,00	7,86		247	216	62
	19,90	2,00	6,00	2,00			247	216	62
13	19,90	2,00	6,00	2,00	10,03		315	275	79
	18,36	2,14	6,00	2,00		25	340	300	79
12	18,36	2,14	6,00	2,00	10,77	25	363	321	85
	16,81	2,28	6,00	2,00			338	296	85
11	16,81	2,28	5,00	3,00	11,36		357	290	134
	15,27	2,41	5,00	3,00			357	290	134
10	15,27	2,41	6,00	2,00	12,04		378	331	95
	13,73	2,56	6,00	2,00		50	428	381	95
9	13,73	2,56	6,00	2,00	12,80		402	352	100
	12,18	2,69	6,00	2,00			402	352	100
8	12,18	2,69	6,00	2,00	13,37		420	367	105
	10,64	2,83	6,00	2,00			420	367	105
7	10,64	2,83	6,00	2,00	14,05	50	491	436	110
	9,10	2,97	6,00	2,00			441	386	110
6	9,10	2,97	5,00	3,00	14,82		465	378	175
	7,55	3,11	5,00	3,00		50	515	428	175
5	7,55	3,11	5,00	3,00	15,40		484	393	181
	6,01	3,25	5,00	3,00			484	393	181
4	6,01	3,25	6,00	2,00	16,44		516	452	129
	4,47	3,52	6,00	2,00			516	452	129
3	4,47	3,52	5,00	3,00	17,99	25	590	484	212
	2,93	3,87	5,00	3,00		25	590	484	212
2	2,93	3,87	6,00	2,00	20,36		639	559	160
	1,45	4,62	6,00	2,00			639	559	160
1	1,45	4,62	6,00	2,00	24,09		756	662	189
	0,00	5,50	6,00	2,00			756	662	189
* Ponieważ nie potrącano otworów i ubytków (dziur), nie brano pod uwagę zakładów.									

3.2. Śnieg

Obciążenie śniegiem przyjęto jak dla strefy klimatycznej 2 (obciążenie śniegiem gruntu równe 0,9 kN/m^2). Uwzględniając możliwość zwiewania i częściowego zsuwania się śniegu przyjęto współczynnik kształtu dachu równy 0,8. Współczynnik częściowy obciążenia przyjęto równy 1,5. Do kombinacji z obciążeniem od wiatru przyjęto współczynnik jednoczesności jako równy 0,9 jak dla drugiego najniekorzystniejszego obciążenia zmiennego. Uzyskano:

- obciążenie śniegiem obliczeniowe na m^2: $s = 0{,}9 \cdot 0{,}8 \cdot 1{,}5 = 1{,}08\ \text{kN/m}^2$,
- wypadkowe obciążenie z całego dachu: $S = sA = 1{,}08 \cdot 32{,}2 = 34{,}8\ \text{kN}$,
- do kombinacji z wiatrem: $S \cdot \Psi = 34.8 \cdot 0{,}9 = 31{,}3\ \text{kN}$.

3.3. Współczynnik dynamiczny

Charakterystyki dynamiczne obliczano korzystając z zależności:

- okres drgań własnych:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} [Q_i \cdot f_i^2]}{g f_1}},$$

- masa równoważna:

$$m_e = \frac{\int_0^h m(z) \cdot \Phi_1^2(z) dz}{\int_0^h \Phi_1^2(z) dz} \approx \frac{\sum_{i=1}^{n} [M_i \cdot \Phi_1^2(z_i)]}{\sum_{i=1}^{n} [\Phi_1^2(z_i) h_i]},$$

- współczynnik tłumienia aerodynamicznego przy założeniu średniej szerokości pola rzutu $D = D_{śr}$ = 92,49/27,15 = 3,407 m:

$$\delta_{a,1} = \frac{\rho T_1 v(H_o) c_x D}{2 m_e},$$

- współczynnik tłumienia aerodynamicznego wzorem „dokładniejszym”:

$$\delta_{a,2} = \frac{\rho T}{2} \frac{\sum_{i=1}^{n} [v_m(z_i) \cdot c_x \cdot A_{ref,i} \cdot \Phi_1^2(z_i)]}{\sum_{i=1}^{n} [M_i \cdot \Phi_1^2(z_i)]}.$$

We powyższych wzorach przyjęto oznaczenia:

Q_i – ciężar mas, f_i – wychylenia, f_1 – wychylenie maksymalne od siły przyłożonej na wierzchołku, M_i – masy, Φ – unormowana postać drgań własnych, h_i – wysokość i - tego odcinka (cargi), z_i – współrzędna punktu (masy), $v_m(z_i)$ – średnia prędkość wiatru na danej wysokości, ρ - gęstość powietrza.

Współczynnik tłumienia konstrukcyjnego (materiałowego) przyjęto typowy dla kominów stalowych: $\delta_s = 0{,}015$.

Wyniki uzyskane dla zestawionych w pkt. 3.1. i pkt. 3.2. mas przedstawiono w tabl. 5.

Tablica 5. Charakterystyki dynamiczne

Obciążenie	T	m_e	$\delta_{a,1}$	$\delta_{a,2}$	δ_a
	s	kg/m	-	-	-
A	0,384	1160	0,0157	0,0155	0,016
B	0,233	838	0,0185	0,0183	0,018
A – obciążenie z połową naddatku korozyjnego i śniegiem B – obciążenie bez naddatku korozyjnego i śniegu oraz rur					

Współczynnik dynamiczny obliczano według sekwencji wzorów, przyjmując teren kategorii A:

$$K_L = \frac{\pi}{3}\frac{1}{1+\dfrac{8nH_o}{3v(H_o)}}\cdot\frac{1}{1+\dfrac{10nD}{v(H_o)}} = \frac{\pi}{3}\frac{1}{1+\dfrac{8\cdot 2{,}60\cdot 27{,}15}{3\cdot 25{,}18}}\cdot\frac{1}{1+\dfrac{10\cdot 2{,}60\cdot 3{,}407}{25{,}18}} = 0{,}0273,$$

$$x = \frac{1200n}{v(H_o)} = \frac{1200\cdot 2{,}60}{25{,}18} = 124{,}0,$$

$$K_o = \frac{x^2}{(1+x^2)^{4/3}} = \frac{124{,}0^2}{(1+124^2)^{4/3}} = 0{,}040,$$

$$k_b = 2{,}25 - 0{,}227\left(1+3{,}24\frac{D}{H_o}\right)\ln H_o = 2{,}25 - 0{,}227\left(1+3{,}24\frac{3{,}407}{27{,}15}\right)\ln 27{,}15 = 1{,}196,$$

$$k_r = \frac{2\pi K_L K_o}{\delta_s+\delta_a} = \frac{2\pi 0{,}0273\cdot 0{,}040}{0{,}015+0{,}016} = 0{,}230,$$

$$\Psi = \sqrt{2\ln(600n)} + \frac{0{,}677}{\sqrt{2\ln(600n)}} = \sqrt{2\ln(600\cdot 2{,}60)} + \frac{0{,}677}{\sqrt{2\ln(600\cdot 2{,}60)}} = 4{,}012,$$

$$\beta = 1+\Psi\sqrt{\frac{r}{C_e(H_o)}(k_b+k_r)} = 1+4{,}012\sqrt{\frac{0{,}10}{1{,}307}(0{,}230+1{,}196)} = 2{,}33.$$

Tablica 6. Obliczenie współczynnika dynamicznego

H_o	$v(H_o)$	D	n	δ_a	δ_s	$C_e(H_o)$	r	K_L	x	K_o	k_b	k_r	psi	β
m	m/s	m	Hz	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
27,15	25,18	3,407	2,60	0,016	0,015	1,307	0,10	0,0273	124	0,040	1,196	0,226	4,012	2,33
27,15	25,18	3,407	4,29	0,018	0,015	1,307	0,10	0,0116	204	0,029	1,196	0,063	4,134	2,28

W wierszu pierwszym obliczono wartość współczynnika dynamicznego z uwzględnieniem ciężaru rdzy, a w drugim bez tego ciężaru. Do dalszych obliczeń przyjęto β = 2,33 dla obydwu przypadków.

3.4. Obciążenie wiatrem – belka uogólniona

Parcie wiatru na wieżę przyjęto jak dla rury o powierzchni chropowatej. Przyjęto współczynnik opływu aerodynamicznego C_x = 0,9 na całej wysokości. Ciśnienie wypadkowe określono wg zależności:

$$q = q_k C_e C_x \beta \gamma,$$

w której: C_e – współczynnik ekspozycji, współczynnik bezpieczeństwa γ = 1,5, współczynnik dynamiczny β = 2,33 (por. pkt. 3.2).

Uzyskane wartości parcia mnożono przez szerokość rzutu wieży na płaszczyznę pionową. Otrzymano moment zginający od obciążenia wiatrem równy 1403,2 kNm. Zwiększenie momentu zginającego ze względu na wychylenie masy okazało się nieznaczne. Wartość maksymalnego momentu wyniosła 1405,7 kNm. Ten niewielki przyrost uzyskano ze względu na dość duże średnice u podstawy w porównaniu do całkowitej wysokości wieży. Po uwzględnieniu wpływu wstępnego przechylenia (imperfekcji) konstrukcji przyjętej jako równej 1/500 (rad) uzyskano 1413,9 kNm.

Tablica 7. Zestawienie parcia wiatrem i momentów oraz ugięć obliczeniowych

poziom z	d	t	C_e	C_x	Q_d	V_d	M_d	V_d'	M_d'	J [1)]	$ugięcie$ [2)]
m	m	mm	-	-	kN/m	kN	kNm	kN	kNm	cm^4	m
27,15	0,40	4,00	1,31	0,900	0,49	0,0	0,0	0,2	0,0	-	0,0185
25,75	6,60	4,00	1,29	0,900	8,01	6,0	2,9	6,1	3,2	-	0,0170
25,75	5,70	4,33	1,29	0,900	6,92	6,0	2,9	6,2	3,2	31446494	0,0170
22,60	5,70	5,00	1,24	0,900	6,66	27,3	55,2	27,6	56,1	36271684	0,0136
22,60	5,70	5,00	1,24	0,900	6,66	27,3	55,2	27,6	56,1	36271684	0,0136
21,15	3,00	5,00	1,22	0,900	3,45	34,7	99,6	34,9	100,9	5275673	0,0121
21,15	3,00	5,00	1,22	0,900	3,45	34,7	99,6	35,0	100,9	5275673	0,0121

19,90	2,00	6,00	1,20	0,900	2,26	38,2	145,0	38,5	146,6	1868301	0,0107
19,90	2,00	6,00	1,20	0,900	2,26	38,2	145,0	38,5	146,6	1558604	0,0107
18,36	2,14	6,00	1,17	0,900	2,36	41,8	206,6	42,1	209,4	1890363	0,0091
18,36	2,14	6,00	1,17	0,900	2,36	41,8	206,6	42,1	209,4	2290098	0,0091
16,81	2,28	6,00	1,14	0,900	2,44	45,6	274,3	45,9	277,6	2771034	0,0076
16,81	2,28	5,00	1,14	0,900	2,44	45,6	274,3	45,9	277,6	2312238	0,0076
15,27	2,41	5,00	1,11	0,900	2,51	49,4	347,4	49,7	351,2	2731702	0,0062
15,27	2,41	6,00	1,11	0,900	2,51	49,4	347,4	49,7	351,2	3273961	0,0062
14,40	2,50	6,00	1,09	0,900	2,57	51,6	391,3	51,9	395,4	3017521	0,0055
13,73	2,56	6,00	1,07	0,900	2,60	53,3	426,4	53,7	430,8	3925839	0,0050
13,73	2,56	6,00	1,07	0,900	2,60	53,3	426,4	53,7	430,8	3925839	0,0050
12,18	2,69	6,00	1,04	0,900	2,65	57,4	512,2	57,7	517,1	4556351	0,0039
12,18	2,69	6,00	1,04	0,900	2,65	57,4	512,2	57,8	517,1	4556351	0,0039
10,64	2,83	6,00	1,01	0,900	2,70	61,5	603,7	61,9	609,2	5307176	0,0029
10,64	2,83	6,00	1,01	0,900	2,70	61,5	603,7	61,9	609,2	5307176	0,0029
9,10	2,97	6,00	0,96	0,900	2,68	65,6	701,6	66,1	707,7	6136261	0,0021
9,10	2,97	5,00	0,96	0,900	2,68	65,6	701,6	66,1	707,7	5118722	0,0021
7,55	3,11	5,00	0,88	0,900	2,58	69,7	806,5	70,1	813,3	5878576	0,0014
7,55	3,11	5,00	0,88	0,900	2,58	69,7	806,5	70,2	813,3	5878576	0,0014
6,01	3,25	5,00	0,80	0,900	2,46	73,6	916,8	74,0	924,3	6710136	0,0008
6,01	3,25	6,00	0,80	0,900	2,46	73,6	916,8	74,0	924,3	8044730	0,0008
4,47	3,52	6,00	0,72	0,900	2,40	77,3	1033,0	77,8	1041,2	10225251	0,0004
4,47	3,52	5,00	0,72	0,900	2,40	77,3	1033,0	77,8	1041,2	8528312	0,0004
2,93	3,87	5,00	0,65	0,900	2,36	81,0	1154,9	81,5	1163,9	11337973	0,0002
2,93	3,87	6,00	0,65	0,900	2,36	81,0	1154,9	81,5	1163,9	13595020	0,0002
1,45	4,62	6,00	0,60	0,900	2,62	84,7	1277,5	85,2	1287,2	18989868	0,0000
1,45	4,62	6,00	0,60	0,900	2,62	84,7	1277,5	85,2	1287,2	18989868	0,0000
0,49	5,24	6,00	0,60	0,900	2,97	87,4	1360,0	87,9	1370,2	28733318	0,0000
0,00	5,50	6,00	0,60	0,900	3,11	88,8	1403,2	89,4	1413,9	33427984	0,0000

[1)] Najmniejsze momenty bezwładności po potrąceniu otworów na drzwi
[2)] Od obciążenia w wartości obliczeniowej z uwzględnieniem otworów na drzwi

3.5. Obciążenie wiatrem – powłoka walcowa

Parcie wiatru na walcowy zbiornik zestawiono na podstawie wzoru:

$$q = q_k C_e C_z \beta \gamma$$

gdzie: $C_z = -0{,}356 + 0{,}322\cos\alpha + 0{,}636\cos 2\alpha + 0{,}501\cos 3\alpha + 0{,}058\cos 4\alpha - 0{,}128\cos 5\alpha$,

przy czym α – kąt mierzony od środka strony nawietrznej.

Wypadkowa siła poprzeczna w poziomie podstawy dla tak obliczonego obciążenia wynosi 51,4 kN. Wartości wypadkowego współczynnika aerodynamicznego przy zestawianiu obciążeń w sposób typowych dla budowli walcowych typu silosy lub zbiorniki o kształtach walcowych (stałych na wysokości) określono jako C_x =

(51,4/88,8)*0,9 = 0,521, w porównaniu do C_X = 0,9 jak w modelu belki uogólnionej. Ze względu na proporcje konstrukcji, przyjęcie obciążeń jak dla belki uogólnionej do obliczania nośności na zginanie trzonu jako całości jest bliższe rzeczywistości.

4. Sprawdzenie trzonu

4.1. Stateczność wg PN-93/B-03201

Sprawdzenie stateczności wykonano za pomocą zależności:

$$\frac{N_d}{\varphi N_{Rc}} + \frac{M_d}{M_R} \le 1 ,$$

w której:

- współczynnik niestateczności ogólnej: $\varphi = (1 + \overline{\lambda}^{3.2})^{-0,625}$,
- nośność przekroju na ściskanie

$$N_{Rc} = \varphi_p \alpha_{kor} A f_d ,$$

- nośność przekroju na zginanie

$$M_R = 1,2 \varphi_p \alpha_{kor} W f_d .$$

We wzorach powyższych:

- współczynnik zmęczenia korozyjnego: $\alpha_{kor} = \frac{1}{1 + 0,04 t_{nad}}$,
- współczynnik niestateczności miejscowej powłoki płaszcza: $\varphi_p = (1 + \overline{\lambda}_p^{2,4})^{-0,625}$

A ponadto:

- smukłość względna płaszcza: $\overline{\lambda}_p = \frac{r/t}{1,59} \left(\frac{f_d}{E} \right)^{2/3}$,
- naddatek: t_{nad},
- smukłość trzonu (przyjęto z naddatkiem dla wszystkich przekrojów jak dla rury o wysokości 19,9 m i średnicy 2,0 m; ze względu na niewielki udział wyboczenia ogólnego w warunku nośności uproszczenie to nie ma istotnego wpływu na przeszacowanie wytężenia):

$$\lambda = \frac{l_c}{i} = \frac{2 h_1}{i} = \frac{2 \cdot 1990}{70,4} = 56,53 ,$$

- smukłość względna trzonu: $\overline{\lambda} = \frac{\lambda \sqrt{\varphi_p}}{2,73} \sqrt{\frac{f_d}{E}}$.

Rezultaty obliczeń zestawiono w tablicy 8. Przyjęto wskaźniki zginania netto (0por. tabl. 1 i tabl. 2. Dla przekroju przy utwierdzeniu przyjęto grubość 6 mm z pominięciem wzmocnienia. Analizę tego przekroju z uwzględnieniem lokalnego silnego skorodowania i wpływu wzmocnienia podano w pkt. 4.3.

Tablica 8. Warunki nośności trzonu wg PN-93/B-03201

poziom	nadda-tek	α_{kor}	$\bar{\lambda}_p$	φ_p	λ	$\bar{\lambda}$	φ	Nośności		Siły/momenty		Warunek
								N_{Rc}	M_R	N_d	M_d	
m	mm	-	-	-	-	-	-	kN	kNm	kN	kNm	-
21,15	3,0	0,893	1,498	0,446	56,5	0,368	0,975	2718,0	2438,1	102,4	100,9	0,080
21,15	3,0	0,893	1,498	0,446	56,5	0,368	0,975	2718,0	2438,1	104,8	100,9	0,081
19,90	2,0	0,926	0,832	0,733	56,5	0,472	0,947	3699,9	2206,7	107,1	146,6	0,097
19,90	2,0	0,926	0,832	0,733	56,5	0,472	0,947	3346,6	1628,9	110,2	146,6	0,125
18,36	2,0	0,926	0,890	0,703	56,5	0,462	0,951	3459,0	1826,9	113,5	209,4	0,149
18,36	2,0	0,926	0,890	0,703	56,5	0,462	0,951	3797,9	2424,6	117,0	209,4	0,119
16,81	2,0	0,926	0,949	0,674	56,5	0,452	0,954	3877,8	2638,5	120,3	277,6	0,138
16,81	3,0	0,893	1,138	0,584	56,5	0,421	0,963	2702,0	1840,1	123,4	277,6	0,198
15,27	3,0	0,893	1,203	0,556	56,5	0,411	0,965	2718,9	1957,6	126,6	351,2	0,228
15,27	2,0	0,926	1,003	0,647	56,5	0,443	0,956	3937,4	2832,6	130,3	351,2	0,159
14,40	2,0	0,926	1,040	0,629	57,5	0,445	0,956	3566,8	2142,4	132,4	395,4	0,223
13,73	2,0	0,926	1,065	0,617	56,5	0,433	0,959	3990,7	3050,5	134,5	430,8	0,176
13,73	2,0	0,926	1,065	0,617	56,5	0,433	0,959	3990,7	3050,5	138,3	430,8	0,177
12,18	2,0	0,926	1,119	0,593	56,5	0,424	0,962	4025,1	3233,8	142,2	517,1	0,197
12,18	2,0	0,926	1,119	0,593	56,5	0,424	0,962	4025,1	3233,8	146,2	517,1	0,198
10,64	2,0	0,926	1,177	0,567	56,5	0,415	0,964	4051,6	3425,3	150,3	609,2	0,216
10,64	2,0	0,926	1,177	0,567	56,5	0,415	0,964	4051,6	3425,3	155,1	609,2	0,218
9,10	2,0	0,926	1,236	0,542	56,5	0,406	0,967	4068,5	3610,4	159,3	707,7	0,237
9,10	3,0	0,893	1,483	0,451	56,5	0,370	0,975	2720,3	2415,6	163,5	707,7	0,355
7,55	3,0	0,893	1,553	0,429	56,5	0,361	0,977	2708,4	2518,8	168,2	813,3	0,386
7,55	3,0	0,893	1,553	0,429	56,5	0,361	0,977	2708,4	2518,8	172,5	813,3	0,388
6,01	3,0	0,893	1,623	0,408	56,5	0,352	0,979	2693,4	2618,0	176,8	924,3	0,420
6,01	2,0	0,926	1,352	0,497	56,5	0,388	0,971	4078,8	3962,2	181,8	924,3	0,279
4,47	3,0	0,893	1,465	0,457	56,5	0,372	0,974	3920,8	4126,3	186,8	1041,2	0,301
4,47	3,0	0,893	1,757	0,372	56,5	0,336	0,981	2657,9	2798,8	192,1	1041,2	0,446
2,93	3,0	0,893	1,932	0,331	56,5	0,317	0,985	2603,7	3015,1	197,4	1163,9	0,463
2,93	2,0	0,926	1,610	0,412	56,5	0,353	0,978	4026,4	4660,2	203,6	1163,9	0,301
1,45	2,0	0,926	1,922	0,333	56,5	0,318	0,984	3499,1	3915,7	209,7	1287,2	0,390
1,45	2,0	0,926	1,922	0,333	56,5	0,318	0,984	3499,1	3915,7	217,0	1287,2	0,392
0,49	2,0	0,926	2,180	0,284	56,5	0,294	0,988	3444,3	4511,9	219,1	1370,2	0,369
0,00	2,0	0,926	2,288	0,267	56,5	0,284	0,989	3406,6	4723,9	224,3	1413,7	0,367

Kierując się zapisami normy PN-EN 1993-1-6 wpływ zakładów mozna uwzględnić redukując nośność płaszcza trzonu o 30 % z uwagi na jego stateczność (norma PN-93/B-03201 nie podaje w tym zakresie żadnej wskazówki). Przy takim przyjęciu, warunek stateczności będzie nadal spełniony: 0,463/0,7 = 0,661 < 1.

4.2. Stany zgięciowe

Podstawowym stanem zgięciowym jest wpływ zakładów blachy, z uwagi na mimośrodowe przekazywanie obciążeń. Dodatkowe naprężenie wynikający z mimośrodu można obliczyć następująco:

$$\sigma_{zg,i} = k_i \frac{6ne}{t_i^2},$$

gdzie:

n – siła południkowa stanu błonowego (południkowe) obliczane z uwzględnieniem zbieżności trzonu i osłabieni otworami (por. rys. 3),

t_i – grubość i-tej blachy,

e – mimośród blach.

k_i – współczynnik rozdziału na i-tą blachę zależny od grubości blach:

$$k_i = 1{,}1\frac{t_j^3}{t_i^3 + t_j^3} \geq 0{,}40,$$

w którym

t_i, t_j – grubości stykających się blach,

1,1 – mnożnik zastosowany ze względu na zróżnicowanie ubytków korozyjnych na obwodzie.

Siły błonowe w przekrojach pełnych ustalono wg wzoru:

$$n = \frac{M_d}{\pi r^2 \cos\gamma} + \frac{N_d}{2\pi r \varphi \cos\gamma},$$

a w przekrojach osłabionych wg:

$$n = \frac{M_d}{W_n \cos\gamma} t + \frac{N_d}{A_n \varphi \cos\gamma} t,$$

gdzie γ – kąt nachylenia tworzącej względem osi pionowej, W_n, A_n – wskaźniki przekrojów osłabionych (z otworami).

Wyniki według powyższych wzorów zestawiono w tablicy 9.

Tablica 9. Wytężenie blach trzonu z uwzględnieniem stanu zgięciowego

poziom z	*d*	część	*t*	Wytężenie bez zakładów	*e*	*k*	naprężenie wynikające z zakładu $\sigma_{zg,i}$	Wytężenie stanu zgięciowego	Warunek sumaryczny
m	m	-	mm	-	mm	-	MPa	-	-
22,60	5,70	carga 15	5,0	0,056	5,0	0,55	6,8	0,047	0,103
21,15	3,00		5,0	0,080	5,0	0,55	22,9	0,158	0,238
21,15	3,00	carga 14	5,0	0,081	5,5	0,41	15,0	0,103	0,184
19,90	2,00		6,0	0,097	6,0	0,69	58,2	0,402	0,499
19,90	2,00	carga 13	6,0	0,125	6,0	0,55	46,4	0,320	0,445
18,36	2,14		6,0	0,149	6,0	0,55	53,7	0,370	0,519
18,36	2,14	carga 12	6,0	0,119	6,0	0,55	53,7	0,370	0,489
16,81	2,28		6,0	0,138	5,5	0,69	54,4	0,375	0,513
16,81	2,28	carga 11	5,0	0,198	5,0	0,41	42,3	0,292	0,490
15,27	2,41		5,0	0,228	5,5	0,41	51,5	0,355	0,583
15,27	2,41	carga 10	6,0	0,159	6,0	0,69	65,6	0,453	0,611
14,40	2,5		6,0	0,223	6,0	0,00	0,0	0,000	0,223
13,73	2,56		6,0	0,176	6,0	0,55	56,0	0,386	0,562
13,73	2,56	carga 9	6,0	0,177	6,0	0,55	56,0	0,386	0,563
12,18	2,69		6,0	0,197	6,0	0,55	60,0	0,414	0,611
12,18	2,69	carga 8	6,0	0,198	6,0	0,55	60,0	0,414	0,612
10,64	2,83		6,0	0,216	6,0	0,55	63,3	0,437	0,653
10,64	2,83	carga 7	6,0	0,218	6,0	0,55	63,3	0,437	0,655
9,10	2,97		6,0	0,237	5,5	0,69	76,1	0,525	0,762
9,10	2,97	carga 6	5,0	0,355	5,0	0,41	59,2	0,408	0,763
7,55	3,11		5,0	0,386	5,0	0,55	82,7	0,570	0,956
7,55	3,11	carga 5	5,0	0,388	5,0	0,55	82,7	0,570	0,958
6,01	3,25		5,0	0,420	5,5	0,41	70,5	0,486	0,906
6,01	3,25	carga 4	6,0	0,279	6,0	0,69	89,9	0,620	0,899
4,47	3,52		6,0	0,301	5,5	0,69	79,4	0,548	0,849
4,47	3,52	carga 3	5,0	0,446	5,0	0,41	61,8	0,426	0,872
2,93	3,87		5,0	0,463	5,5	0,41	64,8	0,447	0,910
2,93	3,87	carga 2	6,0	0,301	6,0	0,69	82,6	0,569	0,871
1,45	4,62		6,0	0,390	6,0	0,55	69,3	0,478	0,868
1,45	4,62	carga 1	6,0	0,392	6,0	0,55	71,2	0,491	0,883
0,49*	5,24		6,0	0,369	8,0	0,40	55,1	0,380	0,749
0,00	5,50		6,0	0,367	13,0	0,40	66,3	0,458	0,825
* dokładniejsza ocena dla tego poziomu w pkt. 4.3									

Wartość momentów radialnych od działania wiatru oceniono na nie więcej niż 0,2 kNm/m, co daje naprężenie równoleżnikowe nie większe niż 48,0 MPa.

4.3. Nośność w obszarze wzmocnienia przy zakotwieniu

Ze względu na silne skorodowanie płaszcza u podstawy wykonane zostało wzmocnienie w postaci blachy o grubości 10 mm. Przyjmując efektywną grubość skorodowanego pierwotnego płaszcza równą 2 mm uzyskano rozkład siły:

- na część „starą" 32 % dotychczasowej siły,
- na część „nową" – reszta.

Zredukowane wartości sił wewnętrznych:

- moment zredukowany: 0,32*1413,9 = 452,4 kNm,
- siła zredukowana: 0,32*224,2 = 71,7 kN,

Warunek stateczności obliczony jak w pkt. 4.1 przy efektywnej grubości ścianki 2 mm zestawiono w tablicy 10. Względna smukłość płytowa przekracza dopuszczalny zakres $\bar{\lambda}_p \le 3$ (por. tabl. 10).

Tablica 10. Warunki stateczności przy grubości efektywnej 2 mm.

poziom	nad datek	α_{kor}	$\bar{\lambda}_p$	φ_p	λ	$\bar{\lambda}$	φ	Nośności		Siły/momenty		Warunek
								N_{Rc}	M_R	N_d	M_d	
m	mm	-	-	-	-	-	-	kN	kNm	kN	kNm	-
0,49	6,0	0,806	6,541	0,059	56,5	0,134	0,999	209,1	274,2	70,1	438,5	1,935
0,10	6,0	0,806	6,865	0,055	56,5	0,129	0,999	205,1	284,9	71,8	452,4	1,938

W związku z uzyskanym wynikiem należy przyjąć, że wzmocnienie musi być zdolne do przejęcia całego obciążenia. Mimośród przekazywania siły wyniesie w tym przypadku: *e* = 0,5*(6+10) = 8 mm.

Naprężenie błonowe w starej ściance w styku ze wzmocnieniem: $\sigma_{bl} = 17{,}2\,\text{MPa}$,

a naprężenie wynikające z mimośrodu: $\sigma_{zg} \approx 0{,}55\dfrac{6 \cdot 17{,}2 \cdot 0{,}008}{0{,}006} = 75{,}7\,\text{MPa}$.

Sumarycznie wartość naprężenia tuż nad wzmocnieniem wyniesie:

17,2 + 75,7 = 92,9 MPa < 145 MPa.

Oszacowanie dodatkowej siły równoleżnikowej i naprężenia radialnego wynikających z załamania w poziomie wzmocnienia:

- siła w płaszczu pierwotnym: $N_p = \sigma_{bl} t_p = 17{,}2 \cdot 10^3 \cdot 0{,}006 = 103{,}2\ \text{KN/m}$,
- siła w blasze wzmacniającej zakładając przejęcie przez nią całego obciążenia:

$$N_w = N_p \frac{\cos 18{,}4^\circ}{\cos 25{,}2^\circ} = 108{,}2\ \text{KN/m}$$

- wypadkowa na dwusieczną kąta między powłoką a wzmocnieniem: 6,10 kN/m,
- dodatkowa siła równoleżnikowa na promieniu 2,62 m:

$N_\theta = 6{,}1 \cdot 2{,}62 = 15{,}98\ \text{kN}$,

- pole na szerokości współpracującej równej 15 t:

$A = 15 t_p^2 + 15 t_w^2 = 15 \cdot 0{,}6^2 + 15 \cdot 1{,}0^2 = 20{,}4\ \text{cm}^2$,

- dodatkowe naprężenie równoleżnikowe: $\sigma_{bl,\theta} = \frac{N_\theta}{A} = \frac{15{,}98 \cdot 10^{-3}}{20{,}4 \cdot 10^{-4}} = 7{,}83\,\text{MPa}$

5. Sprawdzenie zakotwienia

Model normy dotyczącej zakotwień konstrukcji kominów nie może być w rozpatrywanym przypadku stosowany (nie jest spełniony warunek minimalnej liczby kotew). Orientacyjnie:

a) przy obciążeniu naddatkiem korozyjnym, wiatrem i śniegiem:

- reakcja pionowa po obwodzie:

$$N = \frac{M}{\pi r^2} - \frac{N}{2\pi r} = \frac{1413{,}9}{\pi \cdot 2{,}8^2} - \frac{224{,}2}{2\pi 2{,}8} = 57{,}4 - 12.7 = 44{,}7\ \text{kN/m},$$

- siła przypadająca na kotew

$$P = \frac{\pi \cdot D \cdot N}{n_{szt}} = \frac{\pi \cdot 5{,}6 \cdot 44{,}7}{16} = 49{,}2\ \text{kN}.$$

b) przy obciążeniu wiatrem bez naddatku korozyjnego i śniegu:

- reakcja pionowa po obwodzie:

$$N = \frac{M}{\pi r^2} - \frac{N}{2\pi r} = \frac{1407{,}3}{\pi \cdot 2{,}8^2} - \frac{133{,}9}{2\pi 2{,}8} = 57{,}1 - 7{,}6 = 49{,}5\ \text{kN/m},$$

- siła przypadająca na kotew

$$P = \frac{\pi \cdot D \cdot N}{n_{szt}} = \frac{\pi \cdot 5{,}6 \cdot 47{,}5}{16} = 52{,}2\,\text{kN} > 49{,}2\,\text{kN}.$$

Naprężenie w kotwie M24 w przekroju netto:

$$\sigma_P = \frac{P}{A_s} = \frac{52{,}2 \cdot 10^{-3}}{3{,}53 \cdot 10^{-4}} = 147{,}9\ \text{MPa}.$$

Dla porównania podano także siłę na kotew obliczoną na podstawie wartości sił uogólnionych w poziomie podstawy wziętych z projektu wieży:

a) zbiornik napełniony:

$$N = \frac{M}{\pi r^2} - \frac{N}{2\pi r} = \frac{1610}{\pi \cdot 2{,}8^2} - \frac{1210}{2\pi 2{,}8} = 65{,}4 - 68{,}8 < 0 \text{ (brak odrywania)},$$

b) zbiornik pusty:

$$N = \frac{M}{\pi r^2} - \frac{N}{2\pi r} = \frac{1610}{\pi \cdot 2{,}8^2} - \frac{210}{2\pi 2{,}8} = 65{,}4 - 11{,}9 = 53{,}5\,\text{kN/m},$$

$$P = \frac{\pi \cdot D \cdot N}{n_{szt}} = \frac{\pi \cdot 5{,}6 \cdot 53{,}5}{16} = 58{,}8\,\text{kN} > 52{,}2\,\text{kN}.$$

W stosunku do sił projektowych, wystąpi spadek siły w kotwie o około 11,2 %.

Wartość siły dociskającej na metr bieżący fundamentu przy obciążeniu naddatkiem korozyjnym, wiatrem i śniegiem:

$$N = \frac{M}{\pi r^2} - \frac{N}{2\pi r} = \frac{1413{,}9}{\pi \cdot 2{,}8^2} + \frac{224{,}2}{2\pi 2{,}8} = 57{,}4 + 12.7 = 70{,}1\,\text{kN/m},$$

Wartość docisku pierścienia do fundamentu przy obciążeniu naddatkiem korozyjnym, wiatrem i śniegiem:

$$\sigma = \frac{N}{b} = \frac{70{,}1 \cdot 10^{-3}}{0{,}1} = 0{,}70\ \text{MPa}.$$

Dla porównania, przy maksymalnym pierwotnym obciążeniu:

$$N = \frac{M}{\pi r^2} + \frac{N}{2\pi r} = \frac{1610}{\pi \cdot 2{,}8^2} + \frac{1210}{2\pi 2{,}8} = 65{,}4 + 68{,}8 = 134{,}2\,\text{kN/m},$$

$$\sigma = \frac{N}{b} = \frac{134{,}2 \cdot 10^{-3}}{0{,}1} = 1{,}34\ \text{MPa}.$$

Oszacowanie nośności króćca teowego:

- szerokość współpracująca wg EN jak dla swobodnego końca blachy:

$$l_{eff,cp} = \min(2\pi 50; \pi 50 + 2 \cdot 50) = \min(314; 257) = 257\,\text{mm}.$$

$$l_{eff,nc} = 4 \cdot 50 + 1{,}25 \cdot 50 = 263\,\text{mm},$$

$$l_{eff,1} = \min(l_{eff,nc}; l_{eff,cp}) = 257\,\text{mm},$$

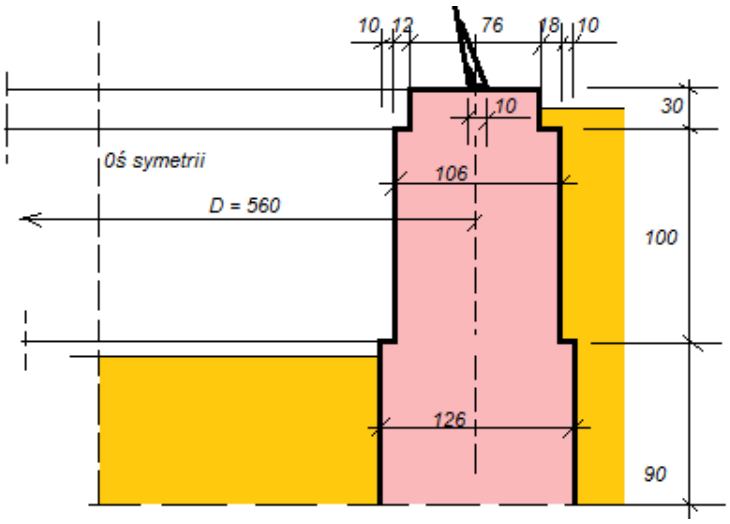
- nośność króćca na zginanie: $M_{pl1,Rd} = \frac{l_{eff,1} t^2}{4} f_y = \frac{0{,}257 \cdot 0{,}02^2}{4} 145 \cdot 10^3 = 3{,}73\,\text{kNm},$

- nośność króćca z 1 śrubą (kotwą): $F_T = \frac{M_{pl1,Rd}}{m} = \frac{3{,}73}{0{,}05} = 74{,}6\,\text{kN} \le 52{,}2\,\text{kN}.$

6. Fundament

6.1. Sprawdzenie nośności fundamentu

Ciężar fundamentu



G = π·5,60(0,76·0,30 + 1,06·1,0 + 1,26·0,9)·19,0 = 809,59 kN

Ciężar obliczeniowy: 1,35·809,59 = 1092,95 kN

Reakcje z trzonu wieży:

WARIANT A

Moment obliczeniowy: 1413,9 kNm (współczynnik obciążenia γ_f = 1,5)

Siła osiowa obliczeniowa: $\frac{1{,}35}{1{,}1}$·224,2 = 275,15 kN (współczynnik obciążenia γ_f = 1,35)

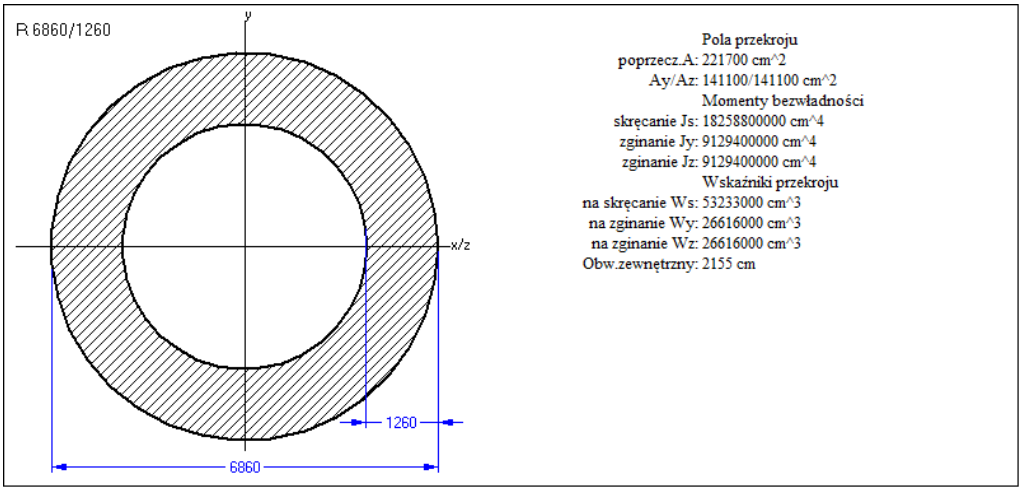
Siła poprzeczna obliczeniowa: 85,0 kN (współczynnik obciążenia γ_f = 1,5)

WARIANT B.

Moment: 1407,3 kNm (współczynnik obciążenia γ_f = 1,5)

Siła osiowa obliczeniowa: $\frac{1,35}{0,9}$·133,9 = 200,85 kN (współczynnik obciążenia γ_f = 1,35)

Siła poprzeczna obliczeniowa: 85,0 kN (współczynnik obciążenia γ_f = 1,5)



Sprawdzenie naprężeń pod fundamentem:

Wariant A:

$$\sigma = \pm\frac{1413,9+85,0\cdot 2,20}{26,620} + \frac{1092,95+275,15}{22,17} = +121,85\ (+1,57)kPa < q_{fn}$$

Wariant B:

$$\sigma = \pm\frac{1407,3+85,0\cdot 2,20}{26,620} + \frac{1092,95+200,85}{22,17} = +118,25\ (-1,53)kPa < q_{fn}$$

Nośność podłoża wystarczająca – fundament posadowiony na podłożu ze skały wapiennej o obliczeniowym odporze gruntu powyżej q_{fn} ≈ 500 kPa. Nieznaczne odrywanie pod fundamentem nie ma znaczenia dla nośności posadowienia.

Sprawdzenie stateczności:

Niekorzystniejszy wariant B

Punkt obrotu przyjęto w osi pierścienia podstawy:

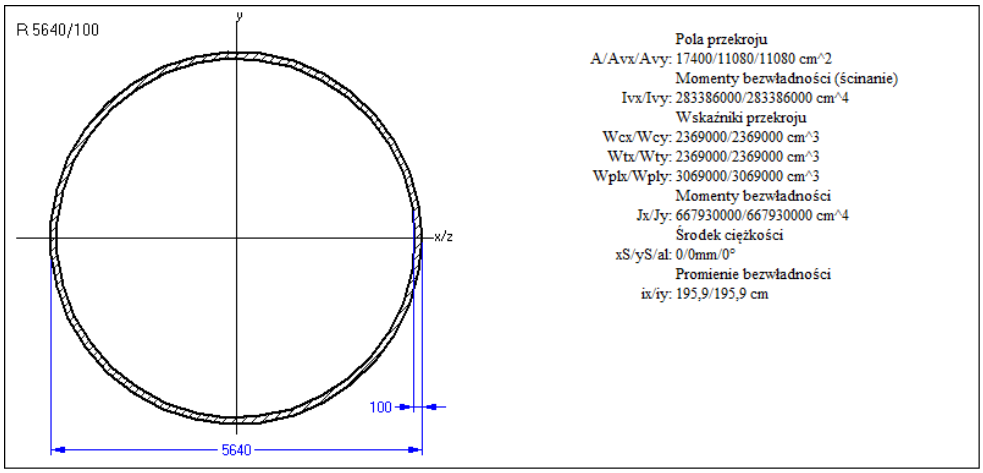
Moment wywracający ze współczynnikiem obciążenia γ_f = 1,5:

M_w = 1407,3 + 2,2·85,0 = 1594,3 kNm

Moment utrzymujący ze współczynnikiem obciążenia γ_f = 0,9:

M_u = (133,9 + 0,9·809,59)·5,60·0,5 = 2415,09 kNm > M_w

Sprawdzenie nośności muru fundamentowego:



$$\sigma_{max,(min)} = \pm\frac{1407,3}{2,369} + \frac{275,15}{1,74} = +752,18;\ (-435,92)kPa$$

Siła ściskająca na 1,0 m muru:

N = 752,18·1,0·0,1 = 75,218 kN

6.2. Sprawdzenie docisku

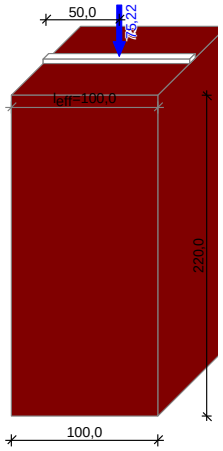
Materiał:
Ściana z elementów ceramicznych grupy 1
Znormalizowana wytrzymałość elementu na ściskanie f_b = 20,0 MPa
Kategoria wykonania elementu II
Zaprawa murarska: zwykła klasy M1, przepisana → f_m = 1,0 MPa
→ Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie f_k = 3,66 MPa

Geometria:
Grubość ściany t = 126,0 cm
Szerokość ściany b = 100,0 cm
Wysokość ściany h = 220,0 cm

Obciążenia:
Obciążenie skupione N_{Sd} = 75,22 kN
Pole oddziaływania obciążenia skupionego a_l x a_t =100,0 cm x 10,0 cm
Odległość obciążenia od lewej krawędzi ściany 50,0 cm
Poziom obciążenia skupionego poniżej górnej powierzchni ściany 0,0 cm

ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:
Sytuacja obliczeniowa: trwała

Kategoria wykonania robót: B
→ Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru $\gamma_m = 2,5$



Warunek nośności:
$\beta = 1,136$ $A_b = 0,10\ m^2$, $f_d = 1,47$ MPa
$N_{Sd} = 75,22$ kN < $N_{Rd} = \beta \cdot A_b \cdot f_d = 166,54$ kN (45,2%)

Sprawdzenie nośności muru

Materiał:
Ściana z elementów ceramicznych grupy 1
Znormalizowana wytrzymałość elementu na ściskanie $f_b = 20,0$ MPa
Kategoria wykonania elementu II
Zaprawa murarska: zwykła klasy M1, przepisana → $f_m = 1,0$ MPa
→ Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie $f_k = 3,66$ MPa

Geometria:
Grubość ściany t = 126,0 cm
Szerokość ściany b = 100,0 cm
Wysokość ściany h = 220,0 cm
- konstrukcja usztywniona przestrzennie w sposób eliminujący przesuw poziomy

Obciążenia:
Obciążenie z trzonu $N_{0d} = 75,22$ kN
Ciężar objętościowy muru $\rho = 19,0\ kN/m^3$; $\gamma_f = 1,35$
→ ciężar własny ściany $G_s = 71,10$ kN

ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:
Sytuacja obliczeniowa: trwała
Kategoria wykonania robót: B
→ Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru $\gamma_m = 2,5$

WYNIKI - ŚCIANA OBCIĄŻONA PIONOWO - model przegubowy:

Warunek nośności pod trzonem:
$\Phi_1 = 0,984$ $A = 1,26\ m^2$, $f_d = 1,47$ MPa
$N_{1d} = 75,22$ kN < $N_{1R,d} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 1817,25$ kN (4,1%)

Warunek nośności w strefie środkowej:

Φ_m = 0,984 A = 1,26 m^2, f_d = 1,47 MPa

N_{md} = 110,77 kN < $N_{mR,d} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d$ = 1816,53 kN (6,1%)

Warunek nośności u dołu ściany:

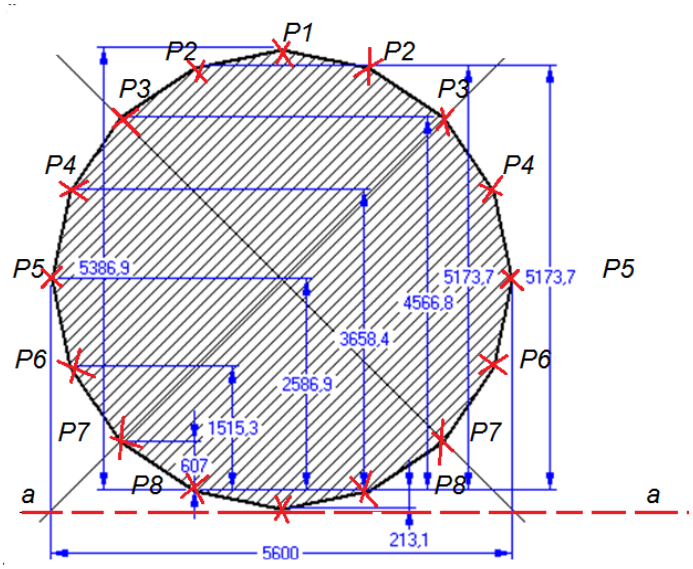
Φ_2 = 0,984 A = 1,26 m^2, f_d = 1,47 MPa

N_{2d} = 146,32 kN < $N_{2R,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d$ = 1817,25 kN (8,1%)

Sprawdzenie zakotwienia

Założono obrót trzonu względem stycznej do obwodu przy styku z fundamentem – linia „a-a" na rysunku.

M = 1413,9 kNm, N = 133,9 kN



a_1 = 5,60 m, a_2 = 5,3862 m, a_3 = 4,7799 m, a_4 = 3,8715 m, a_6 = 1,7284 m, a_7 = 0,8201 m, a_8 = 0,2131 m,

Reakcje na kotwie od momentu:

$$P1 = \frac{Ma1}{a1^2+2a2^2+\cdots 2a8^2} = 42{,}08 \text{ kN}$$

$$P2 = P1\frac{a2}{a1} = 40{,}47 \text{ kN}$$

$$P3 = P1\frac{a3}{a1} = 35{,}93 \text{ kN}$$

$$P4 = P1\frac{a4}{a1} = 29{,}07 \text{ kN}$$

$$P5 = P1\frac{a5}{a1} = 21{,}04 \text{ kN}$$

$$P6 = P1\frac{a6}{a1} = 13{,}01 \text{ kN}$$

P7 = P1$\frac{a7}{a1}$ = 6,15 kN

P8 = P1$\frac{a8}{a1}$ = 1,60 kN

Reakcje na kotwie od ciężaru:

N_{min} = – $\frac{133,9}{16}$ = – 8,36 kN

Reakcje sumaryczne od momentu i ciężaru:

R1 = 42,08 – 8,36 = 33,72 kN

R2 = 40,47 – 8,36 = 32,11 kN

R3 = 35,93 – 8,36 = 27,57 kN

R4 = 29,07 – 8,36 = 20,71 kN

R5 = 21,04 – 8,36 = 12,68 kN

R6 = 13,01 – 8,36 = 4,65 kN

R7 = 6,15 – 8,36 = – 2,21 kN

R8 = 1,60 – 8,36 = – 6,76 KN

Nośność śrub kotwiących:

Założono średnicę kotwi 20 mm (uwzględniono ubytek korozyjny),

Wytrzymałość stali śrub – przyjęto ostrożnie 150 MPa

R_{Rd} = 3,14·10^{-4}·150·10^{3} = 47,10 kN > 33, 72 kN

Nośność kotwi na zerwanie wystarczająca.

Naprężenia docisku kołnierza pierścienia.

Docisk występuję na około ¼ obwodu pierścienia – wynika z rozkładu reakcji R:

$\sigma = \frac{133,9}{0,25\pi 5,6 \cdot 0,10}$ = 304,32 kPa = 0,304 MPa < 1,47 MPa – nośność na docisk zachowana.

6. Konstrukcja dachu

Projektuje się odtworzenie dachu nad zbiornikiem wieży.

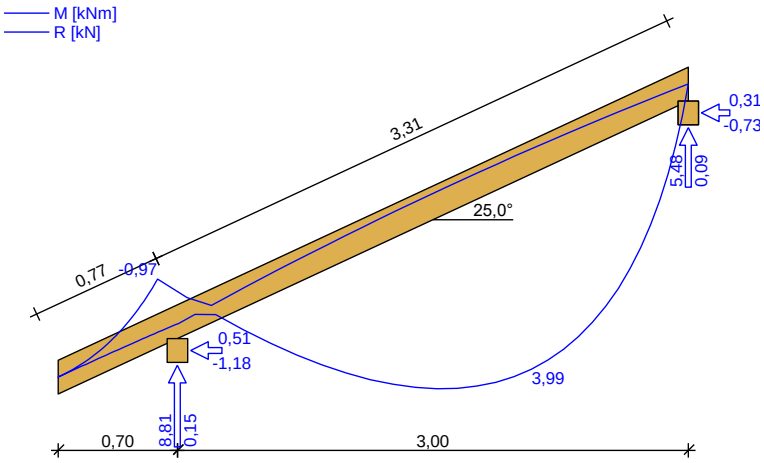
Tablica 1. Pokrycie

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m^2	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m^2
1.	Warstwy papy [0,550kN/m2]	0,55	1,35	--	0,74
2.	Deskowanie pełne grub. 3,2 cm [6,0kN/m3·0,032m]	0,19	1,35	--	0,26
	Σ:	**0,74**	1,35	--	**1,00**

Sprawdzenie krokwi

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny
Szerokość b = 2x8,0 = 16,0 cm
Wysokość h = 16,0 cm
Zacios na podporach t_k = 3,0 cm
Drewno:
drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**
→ $f_{m,k}$ = 24 MPa, $f_{t,0,k}$ = 14 MPa, $f_{c,0,k}$ = 21 MPa, $f_{v,k}$ = 2,5 MPa, $E_{0,mean}$ = 11 GPa, ρ_k = 350 kg/m^3
Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 3
Geometria:
Kąt nachylenia połaci dachowej α = 25,0^o
Rozstaw krokwi a = 1,50 m
Długość rzutu poziomego wspornika $l_{w,x}$ = 0,70 m
Długość rzutu poziomego odcinka środkowego $l_{d,x}$ = 3,00 m
Długość rzutu poziomego odcinka górnego $l_{g,x}$ = 0,00 m
Obciążenia dachu:
- obciążenie stałe g_k = 0,740 kN/m^2 połaci dachowej; γ_f = 1,35
- uwzględniono ciężar własny krokwi
- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: dach jednospadowy, strefa 2, nachylenie połaci 25,0 st.):
S_k = 0,720 kN/m^2 rzutu połaci dachowej, γ_f = 1,50
- obciążenie parciem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-2: połać nawietrzna wariant II strefa I, H=250 m n.p.m., teren A, z=H=27,0 m, budowla zamknięta, wymiary budynku H=27,0 m, B=6,0 m, L=6,0 m, nachylenie połaci 25,0 st., beta=1,80):
p_k = 0,211 kN/m^2 połaci dachowej, γ_f = 1,50
- obciążenie ssaniem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-2: dolna połać nawietrzna, wariant I, strefa I, H=250 m n.p.m., teren A, z=H=27,0 m, budowla zamknięta, wymiary budynku H=27,0 m, B=6,0 m, L=6,0 m, nachylenie połaci 25,0 st., beta=1,80):
p_k = -0,493 kN/m^2 połaci dachowej, γ_f = 1,50
- obciążenie ociepleniem g_{kk} = 0,000 kN/m^2 połaci dachowej

WYNIKI:



Zginanie:
decyduje kombinacja A (obc.stałe max.+śnieg+wiatr)
Momenty obliczeniowe:
$M_{przęsł}$ = 3,99 kNm; M_{podp} = -0,97 kNm
Warunek nośności - przęsło:
$\sigma_{m,y,d}$ = 4,61 MPa, $f_{m,y,d}$ = 9,23 MPa

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$ = 0,500 < 1

Warunek nośności - podpora:

$\sigma_{m,y,d}$ = 1,62 MPa, $f_{m,y,d}$ = 9,23 MPa

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$ = 0,175 < 1

Ugięcie (wspornik):

u_{fin} = (-) 4,68 mm < $u_{net,fin}$ = 2,0·l / 200 = 7,72 mm (60,6%)

Ugięcie (odcinek środkowy):

u_{fin} = 8,01 mm < $u_{net,fin}$ = l / 200 = 16,55 mm (48,4%)

.....
Dr hab. inż. Jan ZAMOROWSKI

.....
Dr inż. Zbigniew PAJĄK

.....
Dr inż. Grzegorz GREMZA